



DISEÑO DE COLUMNAS

V.1. INTRODUCCIÓN

Las columnas son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno ó a los dos ejes de la sección transversal y esta acción puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal.

Es por eso que en este capítulo se diseñan dos columnas del tipo cortas con carga axial y un porcentaje de diez, para el momento a la flexión; así haciendo la columna con momento a un más segura. Además, se definen: el concepto y los tipos de columnas, cargas actuantes en ellas.

V.2. COLUMNAS.

Las columnas son los miembros verticales a compresión de los marcos estructurales, que sirven para apoyar a las vigas cargadas. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total último de estructura completa.

En términos económicos y de pérdidas humanas, la falla estructural de una columna es un evento de principal importancia. Es por esto que se debe tener un cuidado extremo en el diseño de las columnas, que deben tener una reserva de resistencia más alta que las vigas o cualquier otro elemento estructural horizontal, especialmente porque las fallas de compresión proporcionan muy poca advertencia visual.

El reglamento del ACI requiere que en el diseño de miembros a compresión se utilicen factores de reducción de la resistencia ϕ , considerablemente menores que los factores ϕ para la flexión, el cortante o la torsión.

En el caso de las vigas, la cantidad de refuerzo se controla para obtener un comportamiento de falla dúctil. En el caso de las columnas, ocasionalmente dominará la carga axial; por lo que no se puede evitar un comportamiento de falla por compresión para los casos en que existe una relación grande de carga axial momento flexionante.

A medida que la carga en una columna se incrementa, el agrietamiento se intensifica en los lugares de los amarres transversales, en toda su altura. En el estado límite de falla, el recubrimiento de concreto de las columnas con estribos o la capa de concreto que cubre las espirales de las columnas confinadas con espirales, se desprende y las varillas longitudinales que dan expuestas. Las cargas adicionales conducen a la falla y al pandeo local de las varillas longitudinales individuales, en las partes sin soporte entre los estribos. Se debe notar que en el estado límite de falla, el recubrimiento de concreto del refuerzo se desprende primero antes de que se destruya la adherencia.

Como en el caso de las vigas, la resistencia de las columnas se calculan con los principios básicos siguientes:

1. Existe una distribución lineal de las deformaciones en la sección transversal de la columna.
2. No hay deslizamiento entre el acero y el concreto (esto es, la deformación en el acero y en el concreto en contacto es la misma).
3. Para el propósito de los cálculos de la resistencia, la deformación máxima permisible del concreto en la falla es $= 0.003 \text{ in/in}$.
4. La resistencia en tensión del concreto es despreciable y no se considera en los cálculos.

Las columnas se pueden clasificar con base a su forma y la disposición del refuerzo, con la posición de la carga en la sección transversal y por la longitud de la columna en relación con sus dimensiones laterales.

La forma y el arreglo del refuerzo, identifican a los tres tipos de columnas.

1. Columnas rectangulares o cuadradas con refuerzo longitudinal de varillas y estribos laterales.
 2. Columnas circulares con refuerzo longitudinal y refuerzo en espiral o con estribos.
- Ver figura. V.1.

Aunque las columnas con estribos son las que se usan con más frecuencia por sus costos menores de construcción, cuando se requiere un incremento en la ductilidad, como en las zonas sísmicas, también se usan columnas rectangulares o circulares con refuerzo espiral. La habilidad de las columnas con espirales para soportar la carga máxima con deformaciones excesivas evita el colapso total de la estructura antes de que se complete la distribución total de los momentos y los esfuerzos.

En base a la posición de la carga en la sección transversal, se puede clasificar a las columnas como cargadas axialmente o excéntricamente. Las columnas cargadas axialmente, no soportan momento. Sin embargo, en la práctica se debe diseñar a todas

las columnas para resistir alguna excentricidad no prevista o accidental que se puede producir por causas como las variaciones en el alineamiento vertical de la cimbra.

Las columnas con carga excéntrica, están sujetas a momento además de la fuerza axial. El momento se puede convertir en una carga P y una excentricidad e . El momento puede ser uniaxial, como es el caso en una columna exterior del marco de un edificio de varios niveles, o cuando dos tableros adyacentes no están cargados de modo similar. Se considera que una columna está cargada biaxialmente cuando existe flexión con respecto a los dos ejes X y Y . Ver figura. V.2.

La falla en las columnas se puede presentar como resultado de una falla en el material por la fluencia inicial del acero en la cara de tensión o por el aplastamiento inicial del concreto en la cara de compresión, o por la pérdida de la estabilidad lateral estructural (esto es, por pandeo). Ver figura. V.3.

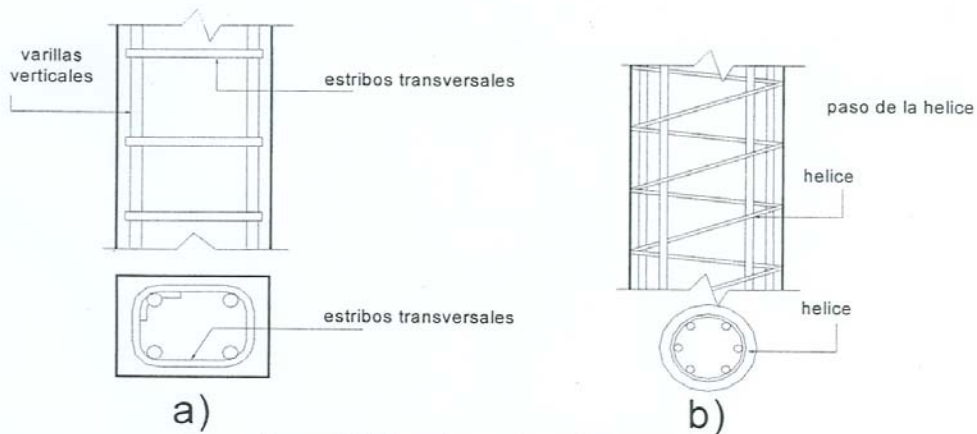


Figura. V.1. Tipos de secciones de columnas.

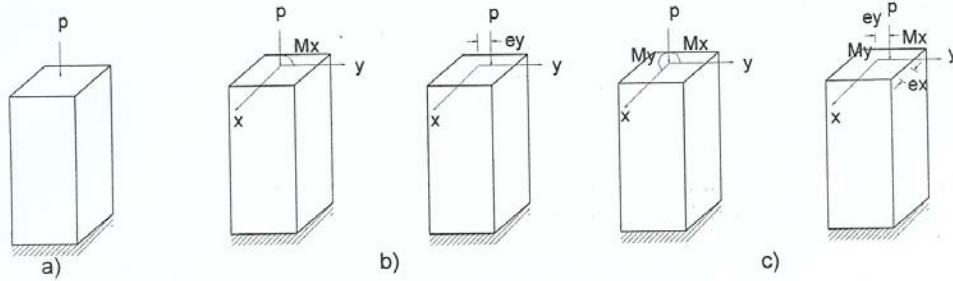


Figura. V.2. Formas de tomar las cargas en columnas.



Figura. V.3. Grafica de la resistencia de un estribo según su forma.

V. 3. PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS NO ESBELTAS

Para diseñar las columnas no esbeltas, en las que el comportamiento está controlado por la falla del material, se pueden utilizar los siguientes pasos.

1. Calcule la carga axial externa factorizada P_u y el momento factorizado M_u . Obtenga la excentricidad $e = \frac{M_u}{P_u}$.
2. Suponga la sección transversal y el tipo de refuerzo vertical que se usará. Al seleccionar los tamaños de las columnas, se deben evitar dimensiones fraccionales.
3. Suponga una relación de refuerzo ρ entre 1 y 4% y obtenga el área del refuerzo.
4. Calcule P_{nb} para la sección supuesta y determine el tipo de falla, sea por la fluencia inicial del acero o por el aplastamiento inicial del concreto.
5. Revise si la sección supuesta es adecuada. Si la sección no puede soportar a la carga factorizada o si es demasiado grande y por lo tanto no es económica, modifique la sección transversal y/o el refuerzo y repita los pasos 4 y 5.
6. Diseñe el refuerzo lateral.

Ver plano P-13 en anexos.

V. 4. DISEÑO DE COLUMNA (A-1)

La columna (A-1) tiene una altura de 2.85 m, con carga axial última de 11.36 ton, con refuerzo de acero $f_y = 4212 \text{ kg/cm}^2$, resistencia de concreto $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$; se establecen estas resistencias de los elementos que componen a la columna, por aplicar gráfica que se interpreta en el sistema ingles. V.1. Referencia 8.7. Cortesía del American Concrete Institute. Este tipo de columna se proyectan en casi toda la casa habitación, por tener el resto menor carga última, excepto donde se descargan los esfuerzos mucho más grandes de 65.32 ton y 35.37 ton.

Datos.

$$\gamma = \frac{r}{h} = \frac{17 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 0.90 \quad \text{ec.(V.1.)}$$

$$P_u = 11.36 \text{ ton}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4212 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.01$$

Nota. El momento propuesto es de 10 % de la fuerza última actuante en la columna.

$$M_u = (0.10)(11.36) = 1.136 \text{ ton-m}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$e = 10 \%$$

$$P = 11.36 \text{ ton.}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{10 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 0.50 \quad \text{ec.(V.2)}$$

$$\frac{M}{P} = 10 \% = 0.10 = 10 \text{ cm,} \quad \text{ec.(V.3.)}$$

Ver figura. V.4.

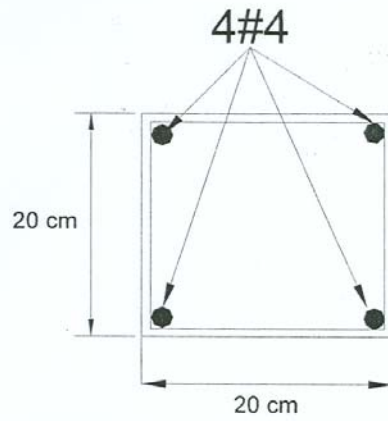
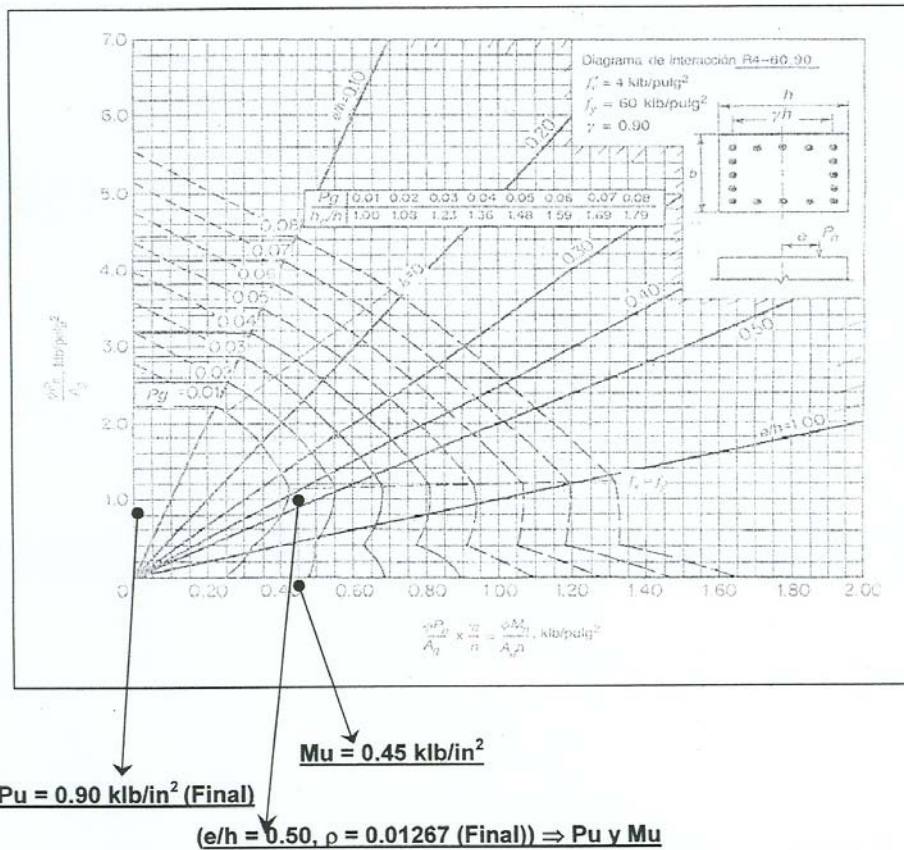


Figura. V.4. Sección transversal de la columna. A-1.

Por medio del diagrama de interacción; con la resistencia de columna y las barras de acero en las cuatro caras $\gamma = 0.90$. Se muestra el primer diseño de la columna (A-1). (Tomado de la referencia 8.7. Cortesía del American Concrete Institute). Se toman los datos en el sistema ingles, para convertirlos en MKS. Ver gráfica V.1.



Gráfica V.1. Diagrama de interacción de la resistencia de columnas de sección rectangular.

Calculando la primera iteración para obtener las dimensiones de la columna, con los datos propuestos, se obtienen de la gráfica.

Revisión por carga axial.

Intersección de (0.50, 0.01 (inicial)). Gráfica V.1.

$$0.80 \text{ klb/in}^2 = 56.17 \text{ kg/cm}^2 = \frac{P_u}{A_g} \quad \text{ec.(V.4.)}$$

$$A_g = \frac{11360 \text{ kg}}{56.17 \text{ kg/cm}^2} = 202.24 \text{ cm}^2$$

$$202.24 \text{ cm}^2 = (B)(h); \quad \text{ec.(V.5.)}$$

$$B = \frac{202.24 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm}} = 10.15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm (por simetría)}$$

$$A_s = \rho b d = (0.01)(20 \text{ cm})(20 \text{ cm}) = 4 \text{ cm}^2 \quad \text{ec.(V.6.)}$$

$$4 \# 4 = 4(1.267 \text{ cm}^2) = 5.068 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{Bh} = \frac{5.068}{(20)(20)} = 1.267 \% \quad \text{ec.(V.7.)}$$

Calculando para ρ real, se obtiene que.

Intersección de (0.50, 0.01267). Gráfica V.1.

$$0.90 \text{ klb/in}^2 = 63.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = (63.19 \text{ kg/cm}^2)(20 \text{ cm})(20 \text{ cm})/1000 = 25.28 \text{ ton.} \quad \text{ec. (V.8.)}$$

25.28 ton > 11.36 ton . (ok).

Revisión por flexión.

Intersección de (0.50, 0.01267). Gráfica V.1.

$$0.45 \text{ ksi} = 31.60 \text{ kg/cm}^2 = \frac{M_u}{A_g h} \quad \text{ec.(V.9.)}$$

$$M_u = \frac{(31.60 \text{ kg/cm}^2)(20 \text{ cm})(20 \text{ cm})(20 \text{ cm})}{1 \times 10^5} = 2.530 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 2.530 \text{ ton-m} > 1.136 \text{ ton-m (ok).}$$

Estribos por armado de. 1/4" @ 15 cm.

Ver figura. V.5.

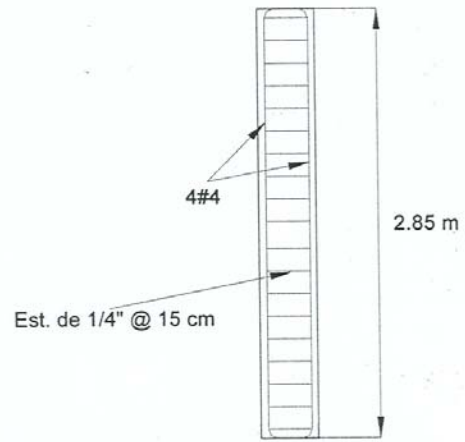


Figura. V.5. Armado de la columna. A-1.

V. 5. DISEÑO DE COLUMNA (E-1-2)

La columna (E-1-2) tiene una altura de 2.85 m, con carga axial última de 65.32 ton, con refuerzo del acero de $f_y = 4212 \text{ kg/cm}^2$, resistencia de concreto $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$; se establecen estas resistencias de los elementos que componen a la columna, por aplicar grafica que se descifra en sistema ingles. V.1. Referencia 8.7. Cortesía del American Concrete Institute. Este tipo de columnas se proyectan entre el área de baño y cocina, la cual consta de dos de ellas, una de carga última 65.32 ton la cual se va a diseñar, y de 35.37 ton, por se esta última la mayor que se le acerque en carga, la que sigue es de menor cantidad de carga de 10.05 ton y con esto optimizar los elementos.

Datos.

$$P_u = 65.32 \text{ ton.}$$

$$\gamma = \frac{r}{h} = \frac{17}{20} = 0.90$$

$$M = 6.532 \text{ ton-m}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4212 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.010$$

Nota: El momento propuesto es de 10 % de la fuerza última actuante en columna.

$$M_u = (0.10)(65.36) = 6.536 \text{ ton-m}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$e = 10 \%$$

$$\frac{e}{h} = \frac{10 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 0.33$$

$$\frac{M}{P} = 10 \% = 0.10 = 10 \text{ cm}$$

Ver figura V.6.

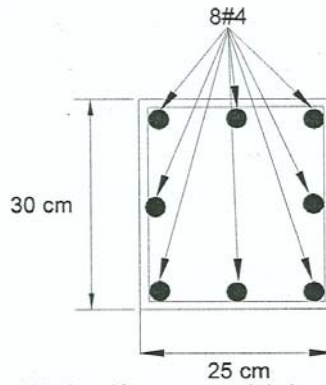


Figura. V.6. Sección transversal de la columna. E-1-2.

Revisión por carga axial.

Intersección de (0.33, 0.01 (inicial)). Gráfica V.1.

$$1.35 \text{klb/in}^2 = (1350 \text{kg/cm}^2)(0.453 \text{klb/in}^2)(1 \text{in}^2 / (2.54 \text{cm})^2) = 94.79 \text{kg/cm}^2$$

$$94.79 \text{ kg/cm}^2 = \frac{P_u}{A_g}$$

$$A_g = \frac{P_u}{94.79 \text{ kg/cm}^2} = \frac{65320 \text{ kg}}{94.79 \text{ kg/cm}^2} = 689.10 \text{ cm}^2$$

$$689 \text{ cm}^2 = (B)(h)$$

$$B = \frac{689 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 22.97 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

$$A_s = \rho b d = (0.010)(25 \text{ cm})(30 \text{ cm}) = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A_s \# 4 = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$8 \# 4 = 8(1.267 \text{ cm}^2) = 10.136 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{Bh} = \frac{(8)(1.267 \text{ cm}^2)}{(25 \text{ cm})(30 \text{ cm})} = \frac{10.136 \text{ cm}^2}{750 \text{ cm}^2} = 1.35 \%$$

Calculando para ρ real, se obtiene que.

Intersección de (0.33, 0.0135). Gráfica V.1.

$$1.39 \text{ klb/in}^2 (1000)(0.453) \left(\frac{1}{(2.54)^2} \right) = 97.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$97.60 \text{ kg/cm}^2 = \frac{P_u}{A_g}$$

$$P_u = (97.60 \text{ kg/cm}^2)(25 \text{ cm})(30 \text{ cm})/1000 = 73.20 \text{ ton.}$$

73.20 ton. > 65.32 ton. (ok).

Revisión por flexión.

Intersección de (0.33, 0.0135) .). Gráfica V.1.

$$0.44 \text{ ksi} = 30.90 \text{ kg/cm}^2 = \frac{M_u}{A_g h}$$

$$M_u = \frac{(30.90 \text{ kg/cm}^2)(25 \text{ cm})(30 \text{ cm})(30 \text{ cm})}{1 \times 10^5} = 6.950 \text{ ton-m}$$

$M_u = 6.950 \text{ ton-m} > 6.532 \text{ ton-m}$ (ok).

Estribos por armado de 1/4" @ 15 cm.

Ver figura. V.7.

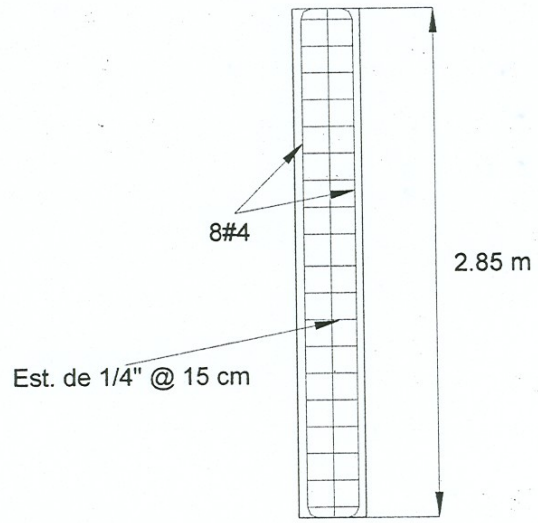


Figura. V. 7. Armado de la columna. E-1-2.

V. 6. CONCLUSIÓN

Se diseñaron como columnas cortas, usando un procedimiento muy distinto al de trabes. Comparando los resultados de las dos columnas se llegó que: la primera se armó con cuatro varillas # 4 por la poca carga última axial que actuaba, y la segunda 8 # 4, por la bastante carga que actúa sobre ella. En el primer diseño (A-1) se sobrepaso con un poco más del doble el refuerzo, tanto en carga axial como en el momento,, protegiendo así misma la estructura y en el segundo (E-1-2) se mostró un poco más ajustado optimizándose con esto la misma columna.

Al no haber necesidad de diseñar la columna para que soporte el cortante, por las mismas posiciones de las cargas actuando en ella, suponiendo el armado del acero sea constante y baja. Este tipo de diseño para el cortante, se observa mucho en marcos de edificios donde las cargas laterales son grandes producidos por los mismos momentos y donde ellas se ven presentes, según la zona a proyectarse por ejemplo en zona sísmica, agregándole carga por viento y sismo.

En este caso no se diseñó para este tipo de fenómenos, proponiéndole estribos para la construcción del mismo elemento.